

Таким образом, предлагаемый метод расчета позволяет сравнительно просто и с достаточной для практических целей точностью решать линейные и нелинейные задачи расчета балок на присадочных грунтах.

1.ДБН В.1.1-5-200. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих грунтах. Ч.ІІ. Будинки і споруди на просідаючих грунтах. – К.: Держкомітет буд-ва, архітектури та житлової політики України, 2000. – 87 с.

2.Клепиков С.Н., Трегуб А.С., Матвеев И.В. Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах. – К.: Будівельник, 1987. – 200 с.

3.Мустафаев А.А. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах: Уч. пособие для студентов строит. спец. вузов. – М.: Высш. шк., 1989. – 590 с.

4.Жемочкин Б.Н., Синицын А.П. Практические методы расчета фундаментальных балок и плит на упругом основании. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Госстройиздат, 1962. – 239 с.

5.Кожушко В.П. Расчет инженерных конструкций на линейно-деформируемом слое конечной толщины: Уч. пособие. – К.: УМК ВО, 1990. – 108 с.

6.Кожушко В.П. Определение перемещений ступенчатых балок на упруго-оседающих опорах // Науковий вісник будівництва. – 2002. – Вип.17. – С. 46-150.

Получено 25.02.2004

УДК 624.012.46

М.Ю.ИЗБАШ, канд. техн. наук, В.В.АСАНОВ

Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры

КОНСТРУКЦИИ ЛОКАЛЬНО ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И ИХ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

Излагаются принципы конструирования предлагаемых локально предварительно напряженных сталежелезобетонных изгибаемых элементов. Приводятся результаты проведенных экспериментальных исследований, подтверждающие эффективность разработанных конструктивных решений.

Сталежелезобетонные перекрытия прочно вошли в практику возведения зданий различного назначения и этажности. В последние годы их стали широко использовать при реконструкции, когда работы выполняются вручную внутри помещения. В данном случае сборно-монолитные перекрытия со сборными элементами «ручного веса», в роли которых выступают стальные балки, являются наиболее рациональными. Однако при пролетах увеличенной длины ручной монтаж стальных балок становится затруднительным ввиду их сравнительно большой собственной массы. Острота проблемы обусловлена тем, что в реконструируемых зданиях дореволюционной и довоенной постройки часто встречаются деревянные перекрытия пролетами 7-9 м, кото-

рые требуют замены сталежелезобетонными конструкциями.

Для пролетов увеличенной длины разработаны сталежелезобетонные изгибаемые элементы с локальным предварительным напряжением. Оно осуществляется оттягиванием ручным винтовым домкратом арматурных стержней, привариваемых с двух сторон к стенке балки, фиксации их положения упорами и последующим удалением домкрата.

На рис.1 представлена предлагаемая конструкция элемента со схемой созданных в нем локальным обжатием усилий выгиба и обжатия, также вызывающего выгиб вследствие эксцентричного приложения. При конструировании элементов стержни по высоте сечения следует располагать как можно ниже физической оси конструкции, что обеспечивает максимум значения эксцентриситета приложения силы обжатия и, как следствие, дополнительного момента выгиба.

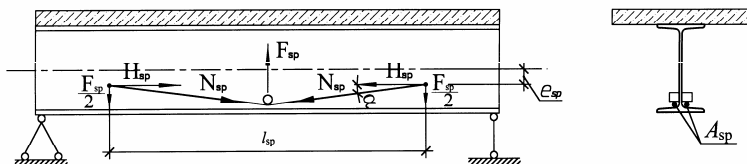


Рис.1 – Схема действия усилий обжатия в локально предварительно напряженной балке

Места крепления арматурных стержней к стенке двутавра назначаются в зависимости от схемы нагружения и соответственно вида эпюры изгибающих моментов. Длина арматурных стержней должна быть такой, чтобы величина изгибающего момента в месте крепления со стороны опоры не была больше значения максимального изгибающего момента в средней части конструкции, возникающего под действием нагрузки и локального предварительного напряжения.

Уменьшение высоты сечения и собственной массы конструкции достигается локальным обжатием арматурой класса A500С, нормативное сопротивление которой более чем в 2 раза выше, чем у стали двутавра.

Надежная работа сталежелезобетонного изгибаемого элемента возможна только при обеспечении совместности деформирования железобетонной плиты и стальной балки, отсутствия сдвига по поверхности их контакта. Указанная совместность работы достигается с помощью антисдвиговых стальных анкеров, которые нижней частью привариваются к верхней полке двутавра, а верхней частью входят в железобетонную плиту. Из всех рекомендуемых Еврокод 4 [1] типов анкеров для большинства строительных организаций наиболее приемлемы

петлевые, так как они изготавливаются из традиционно применяемой в строительстве арматуры. Весьма важно, что изготавливать их можно непосредственно на объектах с помощью несложных приспособлений.

Рекомендуемая Еврокод 4 [1] конструкция петлевого анкера построена на использовании работы бетона на срез. На рис.2 предлагается разработанная модификация петлевого анкера, при котором используется работа бетона не только на срез, но и на смятие. Величина суммарного сдвигающего усилия, восприятие которого обеспечивается разработанным типом анкера, может быть определена по предлагаемой зависимости

$$F_{ан} = F_{sh} + F_{см} = R_{sh} \left\{ \left[\pi R^2 + \frac{\pi R^2}{90^\circ} \beta^\circ + 2(R + R_{св} \operatorname{tg} \beta + 0,5d)(L - \ell_{св}) \right] \cos \alpha + \right. \\ \left. + (\ell_{св}^2 \operatorname{tg} \beta + d \ell_{св}) \right\} + R_{с,см} \left(\frac{3d}{\cos \beta} + 2 \ell_{св} \sin \beta \right) d,$$

где d – диаметр арматуры, из которой выполнен анкер; $\ell_{св}$ – длина концевой участка анкера, привариваемого к верхней полке двутавра; R_{sh} и $R_{с,см}$ – прочность бетона соответственно на срез и смятие.

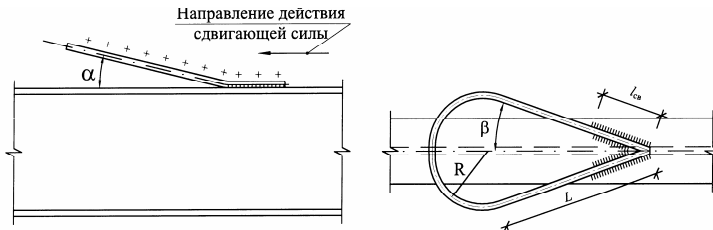


Рис.2 – Предлагаемая конструкция андсдвигового анкера повышенной эффективности

Исходя из предлагаемой зависимости, подбирается диаметр арматуры, из которой выполнен анкер. Затем проверяется прочность самого анкера.

Расстановка анкеров по длине конструкции назначается в соответствии с эпюрой поперечных сил. Более технологичным представляется применение одинаковых анкеров по всей длине балки, а шаг их назначать переменным. Разработанная методика расчета, ориентированная на дискретную форму, позволяет разбивать балку на участки, длина каждого из которых определяется из условия восприятия сдвигающего усилия, действующего на данном конкретном участке, в середине которого и располагается анкер.

Принципиально важным элементом разработанной сталежелезобетонной конструкции является предварительно напряженная внешняя

арматура, располагаемая с двух сторон стенки двутавра и выполняющая роль шпренгельного подкрепления при работе конструкции под нагрузкой.

Приварка концевых участков арматурных стержней к стенке двутавра производится в соответствии с [2] на длине $10d$ двумя фланговыми швами. В случаях значительных по величине диаметров арматуры, когда по условию сварки они не могут непосредственно привариваться к стенке двутавра, используются промежуточные пластины.

Данные пластины соответственно большей толщины, чем у стенки двутавра, привариваются к стенке, а затем уже к ним привариваются арматурные стержни.

Если на основной длине стержня в нем имеет место центральное растяжение, то в концевой зоне, примыкающей к участку приварки к стенке, помимо растяжения, возникает местный изгиб. Величина местных изгибных напряжений может значительно превосходить значение растягивающих напряжений на остальной длине стержня. В целях исключения указанного предложена конструкция узла крепления арматуры к стенке двутавра (рис.3), на которую получен патент Украины №59242А. В ней уменьшение местных напряжений достигается объединением для совместной работы основного арматурного стержня с дополнительным отрезком арматуры длиной $30d$ до приварки к стенке двутавра. Приварка к балке осуществляется по длине $10d$. На длине $10d$ от места приварки к стенке стержень также имеет сечение высотой $2d$. Длина сварного шва, объединяющего стержень и отрезок после места приварки к балке, принята равной $10d$ в соответствии с [2] для арматуры класса А500С. Благодаря увеличению вдвое высоты сечения уменьшаются величины напряжений, вызываемые как изгибом, так и растяжением. На следующем участке также длиной $10d$ отрезок соединяется со стержнем сваркой только в концевой точке для обеспечения совместности перемещений. По данной схеме отрезок выполняет функцию упругого основания для арматурного стержня.

Таким образом, предлагаемый узел крепления в значительной степени сближает величины деформаций в арматурном стержне на концевом участке и в середине его длины. В целях подтверждения указанного и оценки эффективности локального предварительного напряжения сталежелезобетонных изгибаемых элементов были проведены экспериментальные исследования (рис.4). Испытывалось четыре типа сталежелезобетонных балок, составленных из стальных двутавров № 14 и железобетонных полок шириной 250 мм, высотой 60 мм, которые армировались $3\varnothing 10$ мм класса А-III. Бетон класса В35. Балки

отличались уровнем обжатия: тип 1 – без обжатия (напряжение в арматурных стержнях $\sigma_{sp} = 0$), тип 2 – $\sigma_{sp} = 230$ МПа, тип 3 – $\sigma_{sp} = 330$ МПа, тип 4 – $\sigma_{sp} = 400$ МПа. Кроме того, в балках типа 2 (БН-1) и типа 3 (БН-2) арматурные стержни приваривались к стенке двутавра без усиливающего отрезка арматуры, в балке типа 4 (БН-3) с усиливающим отрезком арматуры.

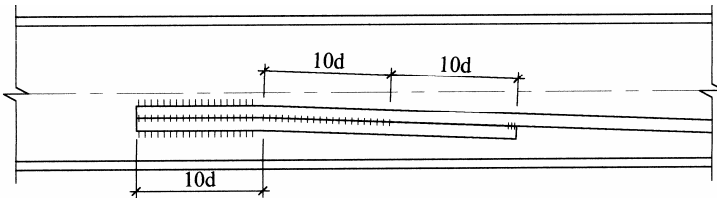


Рис.3 – Узел крепления арматуры к стенке балки (патент Украины №59242А)

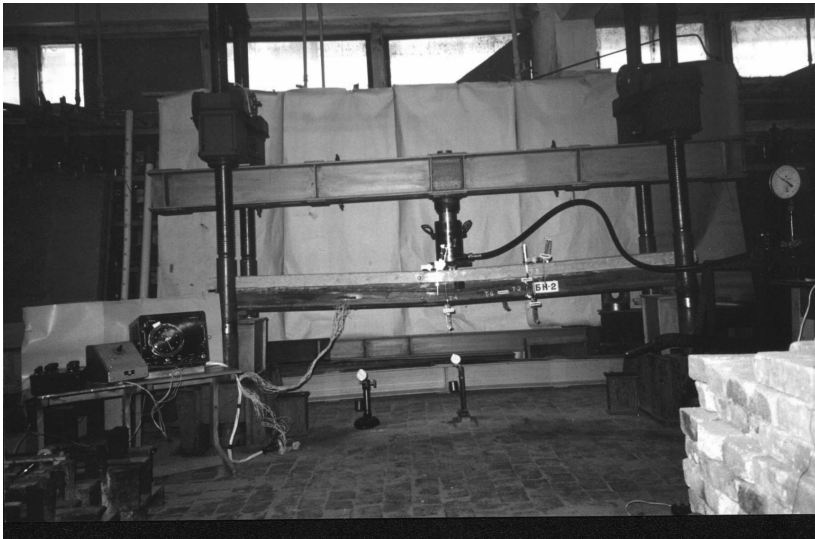


Рис.4 – Общий вид испытания сталежелезобетонной балки

При применении предлагаемого узла крепления арматуры к стенке балки, но с участками длиной не $10d$, а $6,7d$ разница в значениях деформаций у места приварки и в середине длины составила 25-30%. При длине участков $10d$, как регламентируется патентом Украины №59242А, разница была бы еще меньше и отсутствовал бы выгиб, вызванный недостаточной длиной третьего участка и соответственно

сниженной его податливостью.

Без применения предлагаемого узла крепления деформации арматурного стержня в 3-4 раза больше, чем в середине длины. Изложенное видно на рис.5.

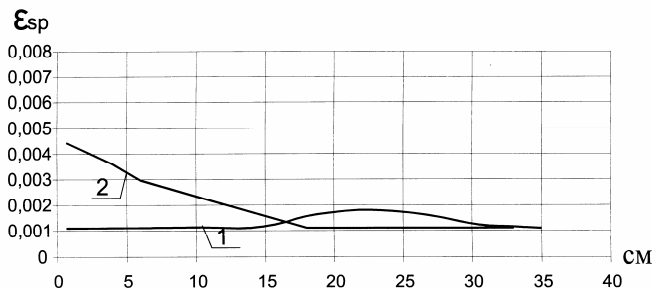


Рис.5 – Изменение деформаций по длине арматуры в зоне ее крепления к стенке балки при натяжении:
1 – с предлагаемой конструкцией узла крепления;
2 – при креплении без усиления концевой зоны.

Эксперименты показали, что потери напряжений в арматурных стержнях от ползучести и усадки бетона весьма малы, что связано со шпрингельной схемой работы арматуры.

При параметрах железобетонной полки, стальной балки и арматурных стержней в испытанных образцах сталежелезобетонных балок истощение несущей способности начиналось с текучести в нижней полке двутавра. Локальное обжатие отодвигало момент появления текучести. Интенсивный рост напряжений в арматурных стержнях начинался после наступления текучести в нижней полке двутавра, а затем появления трещин в железобетонной полке. Истощение несущей способности характеризовалось появлением лещадок, раздроблением бетона железобетонной полки (рис.6).

Графики зависимостей нагрузок трещинообразования F_{cr} и разрушающей F_u от величины предварительного напряжения в арматурных стержнях приведены на рис.7. Они показывают, что локальное обжатие повышает трещиностойкость и несущую способность сталежелезобетонных изгибаемых элементов. С ростом уровня обжатия эффект возрастает, поэтому целесообразно, чтобы начальная величина напряжений в стержнях σ_{sp} была не менее 0,8 нормативного сопротивления арматуры R_{sn} .

Эффективность конструкции повышается при совместном локальном и технологическом предварительном напряжении [3], когда

перед бетонированием железобетонной плиты под локально обжатую стальную балку устанавливается временная поддерживающая стойка. Нагрузка от собственной массы свежесуложенного бетона воспринимается по схеме неразрезной двухпролетной балки, вследствие чего в зоне будущих максимальных растягивающих напряжений возникает сжатие.



Рис.6 – Характер разрушения сталежелезобетонной балки

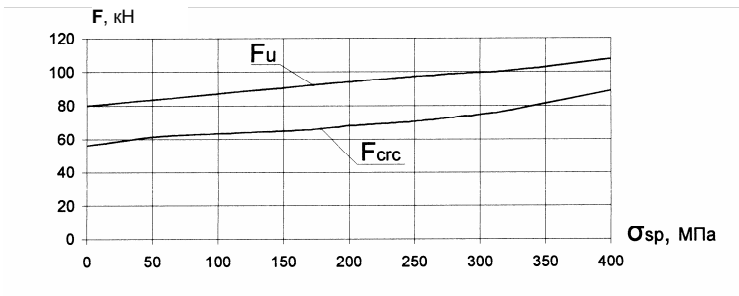


Рис. 7 – Зависимость нагрузки трещинообразования F_{crc} и разрушающей F_u от величины предварительного напряжения арматуры

Так как стойка устанавливается под балкой в месте расположения упоров, величины усилий, возникающих в арматурных стержнях весьма малы, и в целях упрощения расчета для данной стадии их работой можно пренебречь.

Было проведено численное сопоставление результатов расчета стальной балки из двутавра №16 пролетом $l=5,5$ м, локально предвари-

тельно напряженной арматурой 2Ø16 мм класса A500C длиной $l_{sp}=3,24$ м. Данные балки были внедрены при реконструкции перекрытий пятиэтажного здания в г.Харькове. Рассматривалось перед бетонированием железобетонной плиты подведение временной поддерживающей стойки в середине длины пролета балки под упором, зафиксировавшим положение оттянутых стержней.

Полученное расчетом получающейся двухпролетной стальной балки на воздействие нагрузки от собственной массы свежесушеного бетона $q = 0,18$ т/м значение опорного изгибающего момента при учете работы арматуры составило $M_{on1} = -0,1587$ тм, без учета арматуры $M_{on2} = -0,1592$ тм. Отличие составляет 0,32%. Значение реакции средней опоры при учете работы арматуры $R_{on1} = 0,5993$ т, без учета работы арматуры $R_{on2} = 0,5985$ т. Расхождение составило 0,13%. Усилие в напрягаемой арматуре $N_{sp} = -0,012$ т, т.е. пренебрежимо мало.

Таким образом, оценка напряженного состояния на второй стадии может осуществляться по упрощенной схеме, без учета работы напрягаемой арматуры.

Однако на следующей стадии – удалении стоек после набора прочности бетоном, именно благодаря стержням создается технологическое предварительное напряжение. Уменьшение величины растягивающих напряжений в нижней полке двутавра вызывается не только тем, что нагрузка от собственной массы воспринимается уже сталежелезобетонной, а не стальной, конструкцией, что известно, но и дополнительным обжатием стержнями, работающими по шпренгельной схеме. Более того, при трансформации стальной балки в сталежелезобетонную физическая ось перемещается вверх, возрастает величина эксцентриситета приложения силы обжатия и соответственно величина момента выгиба. В изложенном – сущность предлагаемого технологического предварительного напряжения.

Результаты проведенных экспериментальных исследований и внедрения в практику реконструкции подтвердили эффективность и технологичность предлагаемых конструкций.

1.Eurocode 4. ENV 1994-1-1. Расчет и конструирование комплексных несущих конструкций из стали и бетона / Пер. с нем. – Полтава: ПГТУ, 1997. – 180 с.

2.Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. – К.: Госстрой Украины, 2002. – 39 с.

3.Шагин А.Л., Избаш М.Ю., Асанов В.В. Особенности предварительного напряжения сталежелезобетонных конструкций // Будівельні конструкції. Вип. 59. – К.: НДІБК, 2003 – С.565-569.

Получено 27.02.2004